

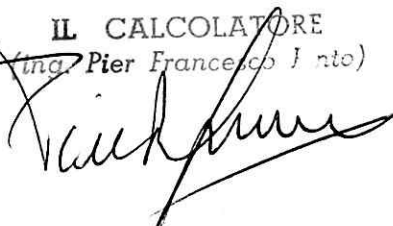
I.A.C.P. di BRINDISI

Costruzione di n. 16 alloggi per agricoltori in

CEGLIE MESSAPICO

IL CALCOLATORE

Il calcolatore *(ing. Pier Francesco I nto)*



Relazione tecnica dei calcoli statici

COSTRUZIONE DI ABITAZIONE PER LAVORATORI AGRICOLI

RELAZIONE DEI CALCOLI STATICI

Si premettono per i diversi elementi: Solaio, tramezzi, ecc. i relativi carichi unitari precisando che è previsto l'impiego di cemento tipo 600 per le fondazioni e per le strutture in elevazione.-

Solai di calpestio e copertura $H = 21,5$; $i. = 50$.

tipo Celersap.....	Kg. 260/mq.
masso e pavimento di copertura.....	" 120/mq.
incidenza tramezzi.....	" 100/mq.
sovraccarico solai di copertura e calpestio	250/mq.
" scale e balconi	" 400/mq.
tompagnatura in tufo a cassa vuota.....	" 300/mq.
pavimento e intonaco.....	" 80/mq.

N.B. A vantaggio della stabilità i carichi sulle travi perimetrali dovute alla presenza delle tompagnature non saranno ridotte per effetto dei vuoti vani finestre, ed i muri in laterizio e tufo saranno considerati come se fossero tutti in tufo.-

ANALISI DEI CARICHI SUI SOLAI ALLA COPERTURA.

Peso proprio.....	Kg. 260/mq.
masso e pavimento.....	" 140/mq.
sovraccarico.....	" 250/mq.
totale.....	<u>Kg. 650/mq.</u>

AL PIANO TIPO

Peso proprio.....	Kg. 260/mq.
pavimento ed intonaco.....	" 120/mq.
incidenza tramezzi.....	" 100/mq.
sovraccarico.....	" 250/mq.
totale.....	<u>Kg. 750/mq.</u>

SULLO SBALZO E BALCONI

Peso proprio.....	Kg. 260/mq.
pavimento e intonaco.....	Kg. 80/mq.
incidenza tramezzi.....	Kg. 100/mq.
sovraccarico.....	<u>Kg. 400/mq.</u>
totale.....	<u>Kg. 840/mq.</u>

I calcoli statici sono stati condotti in conformità alle norme contenute nei R.D.L. 16.11.1939 n°2228 e 2229 e in ottemperanza alle prescrizioni di Capitolato adottando ferro omogeneo e cemento Pozzolánico 325 (600) per opere di fondazione e cemento ad alta resistenza 425 (730) per le strutture in elevazione.

Le sollecitazioni massime sono le seguenti :

	425	325
PRESSIONE SEMPLICE	50 Kg/cmq.	40
FLESSIONE E PRESSO FLESSIONE	60 Kg/cmq.	40 Kg/cmq.
FERRO OMOGENEO	1400 Kg/cmq.	

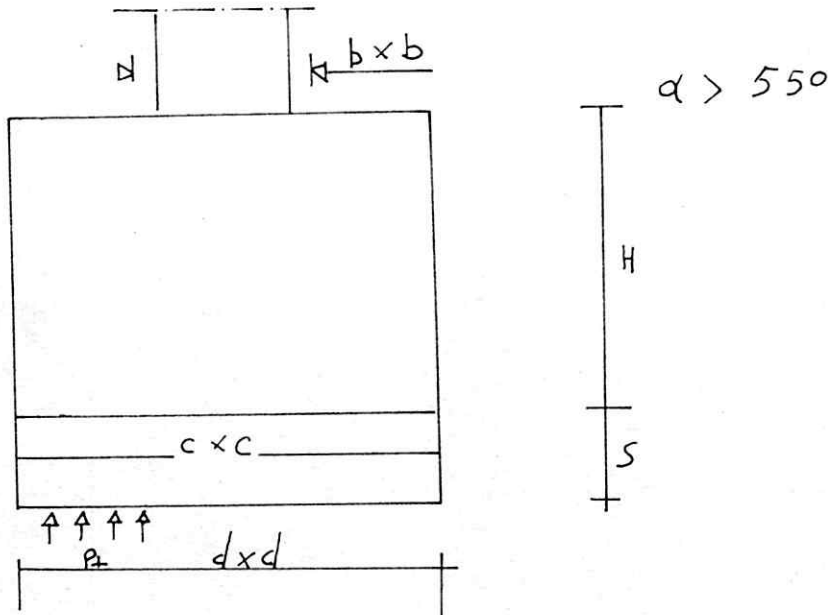
./.

SI DEI CARICHI SUI PILASTRI

La tabella seguente sono riportati i carichi per ogni pilastro e per ogni piano -

NO PILASTRO	FONDAZIONE	I ORDINE	II ORDINE	ATTICO	SEZ.	ARMAT.	STAFFE
1	24.380	17.820	8.135				
2	31.815	23.835	13.935	4.000			
3	39.350	29.350	12.235				
4	31.815	23.835	13.935	4.000			
5	41.820	35.260	16.855				
6	59.560	48.820	24.855				
7	48.810	35.790	22.395	10.000			
8	48.810	35.790	22.395	10.000			
9	41.560	30.820	15.855				
10	38.750	29.650	15.475				
11	58.000	44.000	27.000	10.000			
12	58.000	44.000	27.000	10.000			
13	56.100	47.000	24.200				
14	11.600	10.700	4.800				
15	35.800	27.200	14.400				
16	16.900	14.400	8.000				
17	35.150	25.800	12.900				
18	22.100	19.650	10.000				
19	19.100	12.650	5.850				

./.



$d = \text{cm. } 175$; $s = \text{cm. } 10$; $c = 135 \text{ cm.}$; $H = 80 \text{ cm.}$

$h = \text{cm. } 75$ $M_r = 5770 \text{ Kgm.}$ $A_f = 5,77 \text{ cmq.}$

$\sigma_c = 25,5 \text{ Kg/cmq.}$ $\sigma_f = 1.400 \text{ Kg/cmq.}$

perciò il plinto avrà le dimensioni di cui sopra, e sarà armato con 4 $\emptyset 14$.

Eguale armatura va disposta nell'altra direzione .

Analisi dei carichi Plinto n° 1 2 3 4 5 9 10

peso trasmesso dal pilastro Kg. 42000

peso plinto 3000

45000

peso sottoplinto 1200

Kg 46200

$A_c = \frac{46200}{3,5} = 13200 \text{ cmq.}$ $d = 13200 = 115 \text{ cm.}$

$S = 25$ $c = 115$ $H = 70$ $h = 65$ $M_r = 3690$

$A_f = 4,27$; $\sigma_c = 26/\text{cmq.}$; $\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq.}$ $m = 10$

Il plinto sarà armato con 3 $\emptyset 14$ piegati a staffoni e 4 $\emptyset 8$ dritti più 3 staffe $\emptyset 8$

Il sottoplinto sarà ancorato col plinto mediante 8 monconi
 Ø 8 - Il Ø 8 è relativo anche al I plinto . La pressione unitaria del plinto sul sotto plinto per il primo vale

$$P_c = \frac{63.200}{135} = 4,70 \text{ Kg/cm}^2.$$

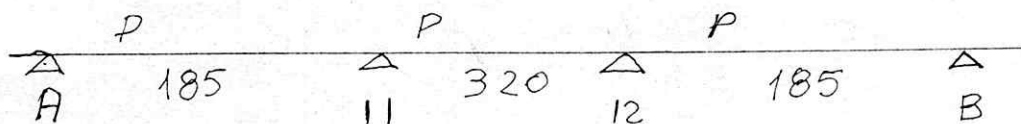
$$P_c = \frac{46.200}{115} = 4,02 \text{ Kg/cm}^2.$$

CALCOLO DELLE TRAVI

Il calcolo delle travi verrà eseguito applicando il metodo di Cross alla trave continua; per tener conto della rigidità degli appoggi, si adotteranno opportuni coefficienti di ripartizione nei modi estremi; la valutazione dei momenti di campata positivi sarà eseguita calcolando i momenti effettivi provenienti dalla soluzione della trave continua .

TRAVI AL PIANO CALPESTIO P. T.

TRAVE 11 12
 schema geometrico



Analisi dei carichi

A) Dal solaio $\left\{ \frac{420}{2} + 150 \right\} \times 750$ Kg 2.770

Tompagno 800

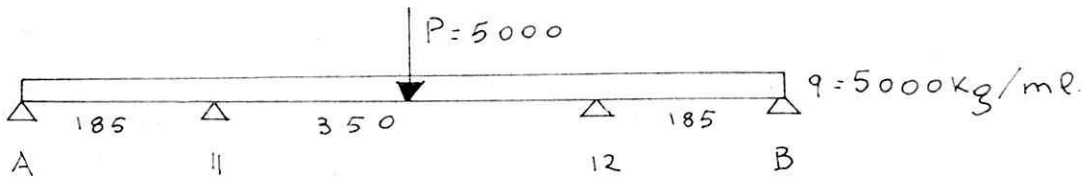
p. P. 650

muratura in fondazione 540

cordolo solaio 200

4.860 ~ 5.000 Kg.

CARICO CONCENTRATO P = 5.000 Kg.



Momenti d'incastro perfetto

$$M_A = M_{11A} = \frac{5.000 \times 185^2}{12} = - 1.320 \text{ Kgm.}$$

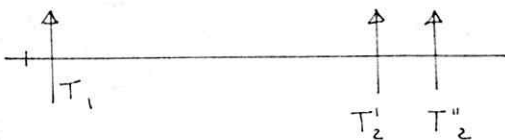
$$M_{11/12} = M_{12/11} = \frac{5.000 \times 350^2}{12} = - 5.000 \text{ carico ripartito}$$

$$" \quad " \quad = \frac{5.000 \times 350}{8} = - 2.000 \quad " \quad \text{concentrato}$$

$$M_{11/12} \text{ totale } \dots\dots\dots 7.000 \text{ Kgm.}$$

Equilibramento con Gross

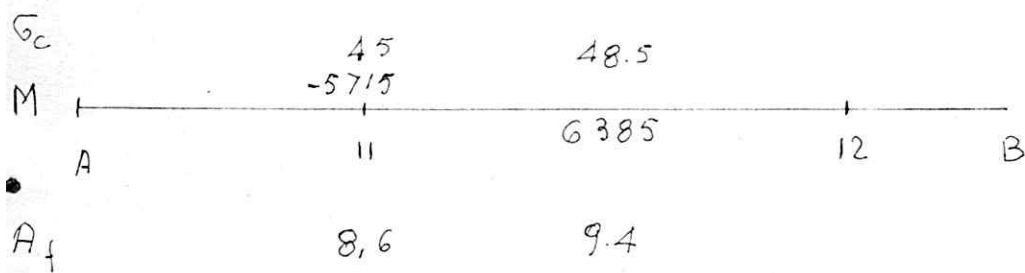
+ 230		
- 24	5.715	
+ 30	+ 61	
- 157	- 78	5.715
+196	+ 392	+ 17
- 740	- 370	+ 78
+2245	+ 4.480	+ 1.190
-1320	+ 1.320	- 7.000
08	079	021



$$T_1 = 1.675 \text{ Kg} \quad T_2^1 = 7.575 \text{ Kg}$$

$$T_2^{11} = 11.250 \text{ Kg}$$

$$\max = \frac{11.250}{40 \times 48} = 5,85 \text{ Kg/cmq. H=055 B=040}$$



$$M_{max} = 11250 \frac{350}{2} - 5000 \frac{350^2}{8} - 5715 = 6385 \text{ kg m.}$$

Le tensioni tangenziali sono assorbibili dal solo calcestruzzo comunque disporremo staffe $\phi 8/20 \text{ cm.}$

TRAVE AB e A'B'

analisi dei carichi

Muro fondazioni $0.40 \times 0.75 \times 100 \times 1800$

540

p. p.

600

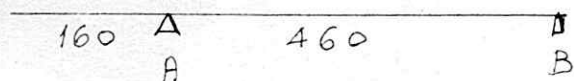
Muro tampono $0.20 \times 300 \times 100 \times 1800$

1400

proveniente da eventuale

8.40

tot. = 3020

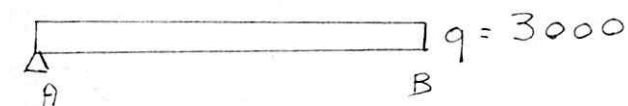


$$M_A = 3850 \text{ kgm. } M_B = 6000 \text{ kgm.}$$

Le sollecitazioni sulla trave di cui sopra sono state calcolate considerando le due travi



$$m = 10 \quad \sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

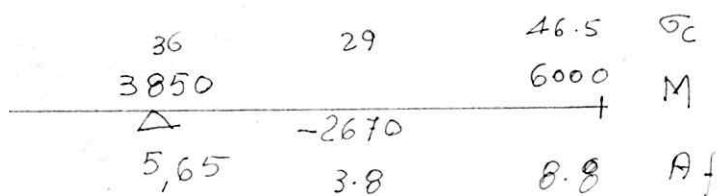


$$T_A'' = 3000 \frac{460}{2} + \frac{3850 - 6000}{460}$$

$$= 6430 \text{ kg.}$$

$$x = 2.15 = \frac{T}{q}$$

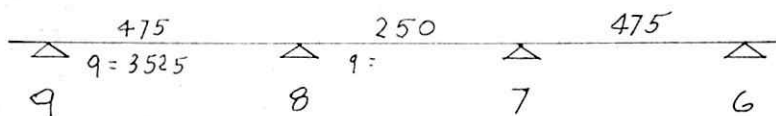
$$H = 0.55 \quad B = 0.40$$



$$M_{max} = -3850 + 6430 \cdot 2.15 - 3000 \frac{2.15^2}{2} = +2670 \text{ kgm.}$$

$$t = \frac{6430}{4048} = 3.35 \text{ kg/cm}^2$$

TRAVE 9 8 7 6



Analisi dei carichi

provenienti dal solaio

$$2 + 2.10 \times 750 \quad \text{Kg} \quad 3075$$

$$p. p. \quad \underline{\quad 450 \quad}$$

$$q = \text{Kg} \quad 3525$$

Struttura simmetrica -!

N.B considerato un $q \approx \text{Kg} \quad 4210$

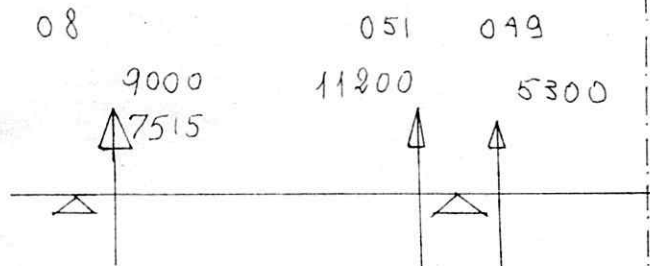
$$M_q = \frac{3525 \times \frac{2}{475}}{12} = 6700 \text{ Kgm.}$$

$$M_8 = \frac{3525 \times \frac{2}{250}}{12} = 1850 \text{ kgm.}$$

-1767	+5960	
=====	=====	
- 16	- 4	
+ 20	+ 8	
- 156	- 40	-5960
+ 195	+ 78	=====
+1536	- 390	- 4
-1920	+ 768	- 38
+5360	-3840	- 378
-6700	+2680	-3690
	+6700	-1850

I momenti e i tagli ottenuti vanno modificati nel rapporto

$$\frac{q^t}{q} = \frac{4210}{3525} = 1.2$$



$$x = 5.8 \text{ kg/cmp.}$$

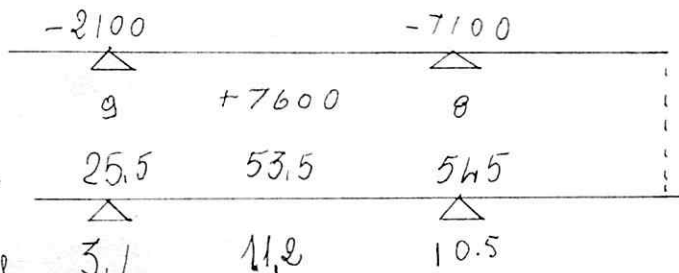
T

$$x = \frac{T}{q} = 2.13 \text{ m.}$$

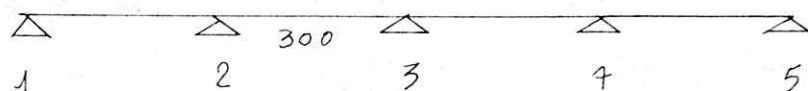
$$M_{\max} = 7515 \times 2.13 - 3525 \times \frac{2.13^2}{2} - 1767$$

$$B=040 \quad H=0.55$$

staffe $\varnothing 8/20\text{cm.}$



TRAVE 1 2 3 4 5



Analisi dei carichi

Solaio 2 x 750 1500

sbalzo 150 x 840 1260

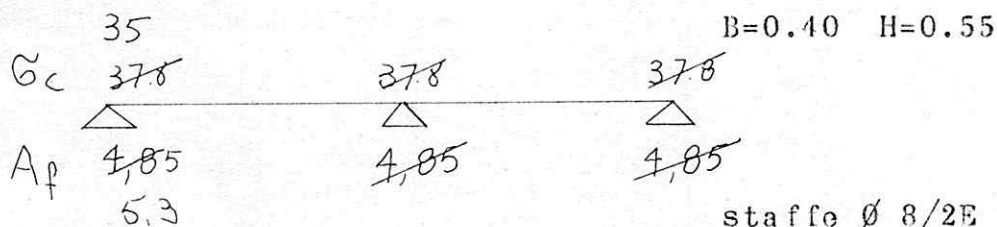
P. P. 450

tompagnatura 800

Kg 4010/ml. ~ 4000

$$M_i = + \frac{1}{12} \times 4000 \times \frac{300^2}{2} = 3000 \text{ Kgm.}$$

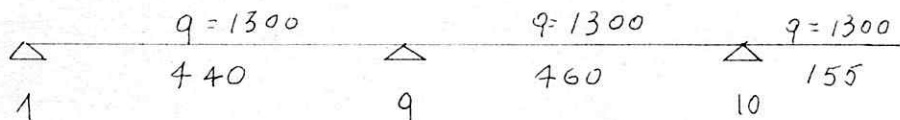
$$M = 3666 \text{ Kgm}$$



N.B avendo modificato il carico q da 4000 a 4900 Kg/ml tutte le sollecitazioni trovate vanno modificate nel rapporto

$$\frac{4900}{4000} = 1,22$$

TRAVE 1; 9; 10 e 5; 6; 13



Analisi dei carichi

Tomp. Kg 840

p. p. 450

1290 1300 Kg/ml.

Momento sulla menzola₂

$$M = 1300 \frac{155}{2} = 1560 \text{ Kgm.}$$

$$M = 2580 \text{ Kgm.}$$

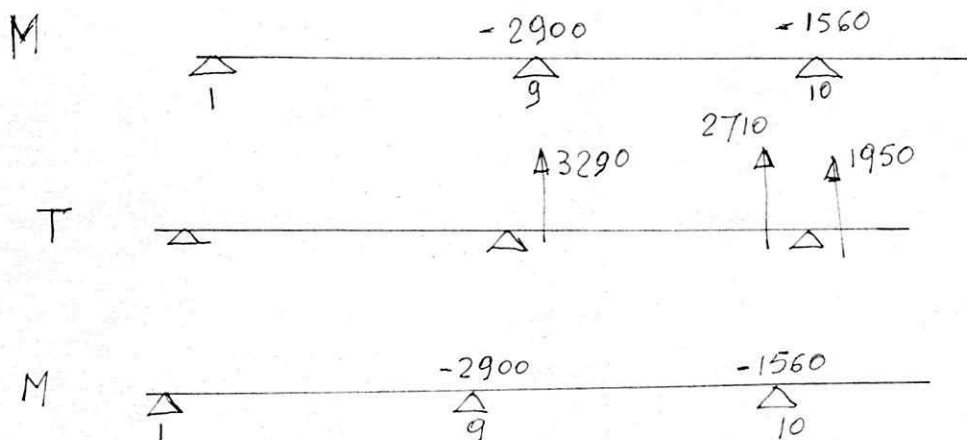
N.B. Avendo modificato il carico da 1290 a 2140 le sollecitazioni vanno modificate nel rapp. $\frac{2140}{1290} = 1.65$

applicando l'equazione dei 3 momenti si ha :

$$2 M_9 \cdot 4,40 + (2M_9 - 1560)4,60 = - \frac{1}{4} \cdot 1300 \cdot (460 + 440)$$

$$18M_9 = 52300$$

$$M_9 = 2900 \text{ Kgm.}$$

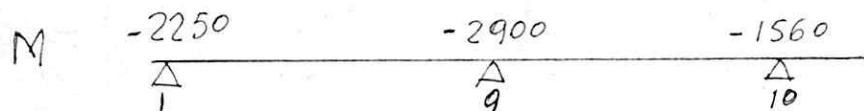


Applichiamo l'equazione dei tre momenti alla trave 1 9 10 con siderandola incastrata in 1 si ottiene :

$$M_1 = 2250 \text{ Kgm.}$$

$$M_9 = 2350 \text{ Kgm.}$$

Perciò le sollecitazioni saranno



$$T_1 = 1300 \cdot \frac{4,40}{2} + \frac{2250 - 2900}{440} = 2712 \text{ Kg}$$

$$T'_9 = 2712 \text{ Kg} \cdot \frac{2712}{1300} \cdot 2140 = 4460 \text{ Kg}$$

$$T''_9 = 1300 \cdot \frac{4,60}{2} + \frac{2900 - 1560}{4,60} = 2990 + 290 = 3280 \text{ Kg}$$

$$T'_9 = \frac{3280}{1300} \cdot 2140 = 5380 \text{ Kg}$$

$$T'_{10} = 4430 \text{ Kg} \quad T''_{10} = 3280 \text{ Kg}; \quad x = \frac{2712}{1300} = 2,10 = \frac{4460}{2140} = \frac{T}{q}$$

$$M_{19} = 2712 \times 2.10 - 2250 - 1300 \times \frac{2}{210} = \text{Kgm.} 590$$

Considerando la trave con semplice appoggio in l si ha :

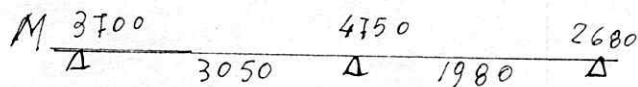
$$M_{19} = 1850 \text{Kgm.} ; M_{9-10} = 1200 \text{ Kgm. che modificati nel rapporto } \frac{2140}{1300}$$

$$M_{19} = \frac{1850}{1300} \times 2140 = \text{Kgm.} 3050$$

$$M_{9-10} = 1980 \text{ Kgm.} = \frac{1200}{1300} \times 2140$$

in considerazione dell'aumento carico
 $M = M \frac{2140}{1300}$

σ_c 35,8 31,5 40,5 85 29



A_f 5,5 4,4 6,85 2,8 3,8

Adotteremo staffe $\emptyset$ 8/25cm.

Mensole : Sul pilastro 3

Al piano di fondazione :

Analisi dei carichi ripartiti

Peso proprio 490 Kg/ml

Analisi carichi concentrati

Peso trasmesso dal muro di prospetto

$$3,75 \times 0,20 \times 2,60 \quad 1800 \quad 3500$$

Peso proprio travi colleg. 500

totale Kg/m 4000

Momento dovuto al carico ripartito

$$M_2 = \frac{1}{2} \times 500 \times 1.25 = \text{Kgm} \quad 1000$$

Momento dovuto al carico concentrato

$$M_p = 4000 \times 1.25 = " \quad 5000$$

$$M_t = " \quad 6000$$

$$A_f' = 0,5 A_f ; H = \text{cm.} 55 B = \text{m.} 40 \quad \sigma_c = 40 \text{ Kgmq.} ; A_f = 8 \text{ cmq.} \quad A_f' = 4 \text{ cmq}$$

Adotteremo 2 $\emptyset$ 16

2 $\emptyset$ 16

A quota pianerottolo

Analisi dei carichi

Saletta 2.20 x 0.10 x 2500 Kg 550

carico acc. " 880

p.p. " 400

Muro divisione alloggi

0,20 x 2,70 x 100 x 1800 " 970

totale Kg 2800

$$M = 2290 \times \frac{125}{2} = 2180$$

H = cm 40; $\sigma_c = 51 \text{ Kg/cm}^2$ $A_f = 0,5 A'_f$; $\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

$A_f = 4,4 \text{ cm}^2$ 3 $\emptyset 14$ 2 $\emptyset 14$

$A_f = 2,2 \text{ cm}^2$ 2 $\emptyset 14$ 1 $\emptyset 14$

Le tensioni tangenziali su ambedue le mensole sono inferiori a quelle sopportabili dal solo calcestruzzo comunque disporremo staffe $\emptyset 8$ ogni 20 cm.

Mensole sul pilastro 2 e 4

Analisi dei carichi

Muratura ridotta per i vuoti 0.80 x 800 Kg 640

Muratura fondazione 0.75 x 0.40 x 100 x 1800 540

p.p. mensola 500

Kg 1680

Muratura 155 x 3,75 x 0.20 x 1800 Kg 2100

Trave coll. 155 x 200 " 310

Kg 2410

$$M_r = 1680 \times \frac{2}{1.43} \text{ Kgm } 1750$$

$$M_c = 2410 \times 1.25 \text{ " } 3000$$

$$\frac{M_r}{r} \text{ " } 4750$$

b = 0.40 m H = cm 55 $A_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_c = 40,8 \text{ Kg/cm}^2$

$A_f = \text{cm}^2 7.00$ pari a 2 $\emptyset 14$ + 2 $\emptyset 16$ piegheremo 2 $\emptyset 14$ a a mollone.-

Mensole sul pilastro 2 e 4

Analisi dei carichi

Carico répart.

p.p. 040 x 055 x 2500 x 100	550
Murat. fondazione 075 x 040 x 100 x 1800	540
Murat. elev. ridotta 080 x 800	640
	<u>1730 Kg/ml</u>

Carico concentrato

Coll. 275 x 020 x 040 x 500....	550
muro 275 x 040 x 075 x 1800...	1490
080 x 020 x 300 x 180 ...	865
gradini	140
	<u>2045 Kg/m.</u>

$$M_r = 1730 \times \frac{2}{1.43} = 1735 \text{ Kgm. ripartito}$$

$$M_c = 2045 \times 130 = \frac{2650}{4385} \text{ Kgm. concentrato}$$

$$H=0.55 \quad B=0.40; \quad \sigma_c = 38,8 \quad \sigma_f = 1400$$

$$A_f = 6.4 \quad (2 \varnothing 6 + 2 \varnothing 14)$$

TRAVE 3 (7/8) (11/12)

Carichi

p.p.	550
muro	1080
"	540
	<u>q. 2170/Kg/ml.</u>

$$M = \frac{1}{10} \times 2170 \times \frac{2}{440} = 4180 \text{ Kg. } \sigma_c = 38 \text{ Kg/cmq. } \sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq}$$

$$H = 0.55 \quad B = 0.40 \quad A_f = 6.10 \text{ cmq.}$$

Analisi dei carichi

carico ripartito 0.80 x 800.....Kg	640
p.p.	340
solaio 1.65 x 750	1240
incidenza muro divis.	400
	<u>Kg 2620 -/ml.</u>

carico concentrato

$$1.60 \times 350 = P = 560$$

$$\text{gradini} \quad \frac{140}{700}$$

$$M_f = 2620 \times \frac{2}{2} \times \frac{140}{2} = 2550 \text{ Kgm.}$$

$$M_c = 700 \times 140 \times \frac{980}{2}$$

$$M_t \dots \dots \dots 3530 \text{ Kgm.}$$

$$B = 0.35 \quad H = 0.50 \text{ m.} \quad \sigma_f = 1400$$

$$A_f' = 0,5 A_f \quad A_f = 5,8 \text{ cmq. pari a } 4 \varnothing 14$$

$$A_f' = 2 \varnothing 14 \quad \sigma_c = 40 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_c \quad 41 \quad 50$$

$$M \quad -3400 \quad 40 \quad -4850$$

$$+3500$$

$$A_f \quad 5,5 \quad 5,4 \quad 7,4$$

$$\sigma = < 4 \text{ Kg/cmq.}$$

$$B = 0.35 \text{ m.} \quad H = 50 \text{ cm}$$

adotteremo staffe $\varnothing 8/20 \text{ cm.}$

COPERTURA P.T.

SCALA

Analisi dei carichi

$$p.p. \frac{030 \times 017}{2} \times 100 \times 2500 \dots \dots \dots 64$$

$$100 \times 033 \times 2500 \dots \dots \dots 41$$

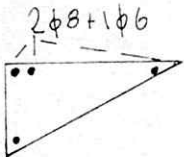
$$\underline{120}$$

$$P = 225 \text{ Kg}$$

$$M = 225 \times 050 = 11250 \text{ Kgm.}$$

$$H = 16,5 \quad B = 30 \quad \sigma_c \leq 25 \text{ Kg/cmq.}$$

$$A_f = 064 \text{ cmq.}$$



TRAVE



carichi

$$\text{gradini} \quad \frac{225}{030} \times 200 \dots \dots \dots 1500$$

$$p.p. \dots \dots \dots 400$$

$$\text{Muratura} \dots \dots \dots 1500$$

$$\text{Kg. } \underline{3400}$$

$$M = + \frac{1}{12} 3400 \times \frac{2}{440} = 5120 \text{ Kgm.}$$

$$B = 020 \quad H = 0.55 \quad G_c = 53 \text{ Kg/cm}^2. \quad A_f = A'_f = 7.6 \quad 4 \text{ } \emptyset 16$$

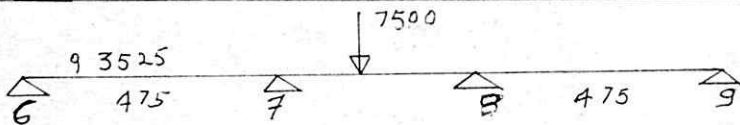
$$t = \frac{7500}{2052} = 7,80 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\Sigma t = \frac{1}{2} 7500 \times 220 = 8250$$

$$s = \frac{8250 \text{ } \emptyset \emptyset}{14 \text{ } \emptyset \emptyset \times 1 \times 52} \quad 12 \text{ staffe}$$

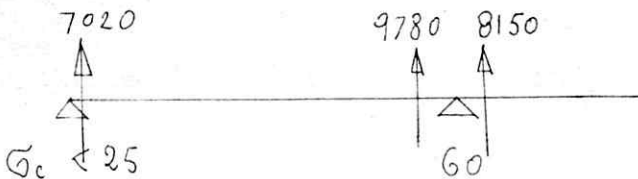
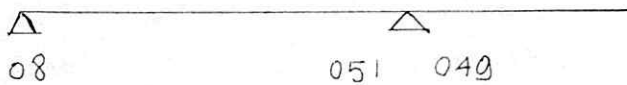
$$\frac{220}{12} = \sim 18 \text{ cm.}$$

adotteremo staffe $\emptyset 8 / 18 \text{ cm.}$ chiuse-



TRAVE 6-7-8-9

- 1501	+ 8079	
+ 59	+ 15	
	- 148	
- 74	+ 292	
	- 1460	- 8079
+ 584	+ 2680	- 15
- 730	+ 6700	- 144
+ 5360		- 1420
- 6700		- 6500



M -1500 -8079 -600

H=60cm. B=30 e 100

$A_f(4) \quad 7,8 \quad 11,2 \quad (3) \Omega_t = \frac{9700 \times 240}{2} = 1165000 \text{ Kgm}$

$$t = \frac{9700}{30 \times 52} = 6,20 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{staffe } \emptyset 8$$

$$s = \frac{1165000}{1400 \times 1 \times 52} = 17 \text{ staffe } \frac{240}{17} = 15 \text{ cm}$$

Trave 10 11 12 13

Analisi dei carichi

B) Dal solaio 210 x 750.....1575

Balcone 150 x 3401260

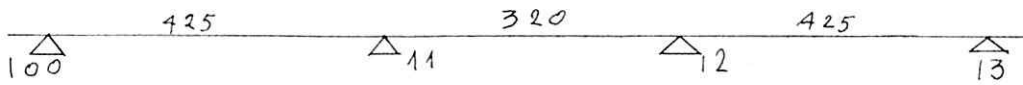
Tompagno..... 800

p:p. 450

Kg 4085 = 4100

Data la simmetria della struttura estenderemo il calcolo a solo metà

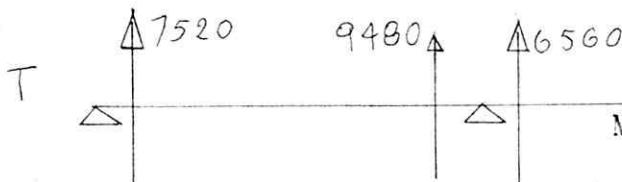
$$M_{11} = \frac{4100 \times \frac{2}{12} \times 320}{12} = 3500 \text{ Kgm}; M_{10} = \frac{4000 \times \frac{2}{12} \times 425}{12} = 6000 \text{ Kgm.}$$



	+ 5707	
- 1530	=====	
=====	- 5	
+ 15	+ 8	
- 19	- 38	
+ 128	+ 64	- 5707
- 160	- 322	=====
+ 1176	+ 538	- 3
		- 28
- 1470	- 2940	- 216
+ 4800	+ 2400	- 1960
- 6000	+ 6000	- 3500



$$\frac{T}{q} = m. 1.89 \quad \frac{T}{q} = 160$$



$$M_{\max} = 7520 \times 1.89 - 4000 \times \frac{2}{189} - 1530 + 5670$$

$$M_{\max} = -5707 + 6560 \times 1.60 + 4100 \times \frac{2}{160} =$$

$$= - 457$$

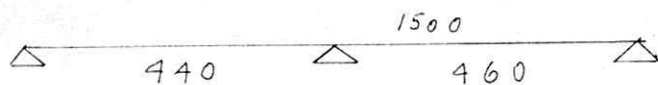
$$M = 2920 \times \frac{2}{140} = 2900$$

$$M \frac{2225 \times 140}{6000}$$

$$H = 50 \quad B = 20$$

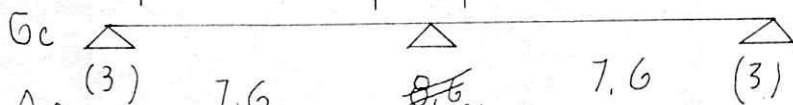
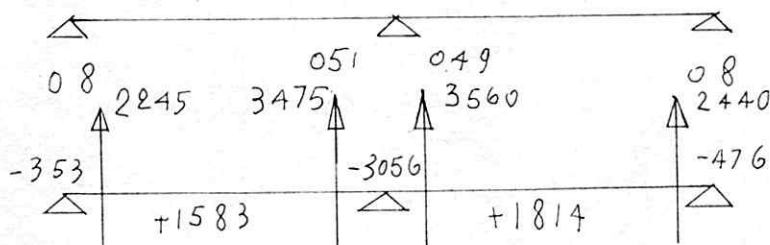
$\sigma_c = 60 \text{ Kg/cm}^2$. $A'_f = A_f = 9.6 \text{ cm}^2$. pari a 4 $\emptyset 18$

TRAVE 19 10 e 5 6 13



$Q = 1300 \text{ Kg/ml}$. come per il p.t.

	3056	3056	
	+ 47	+ 45	476
+ 353	+ 45	- 92	- 184
+ 23	- 87	+ 42	+ 21
- 174	+ 437	+ 420	+ 210
+ 218	- 326	- 857	- 1714
+ 1680	+ 840	- 314	- 157
- 2100	+ 2100	- 2300	+ 2300



$$A'_f = A_f$$

adotteremo staffe $\emptyset 8/25 \text{ cm}$

TRAVE 6 - 16

Analisi carichi vedi trave 6 7 8 9 $Q = 3525 \text{ Kg/ml}$.

$$M_i = + \frac{1}{12} 3525 \times \frac{2}{604} = 10400 \text{ Kgm.} \quad B=30 \quad H=60$$

incastro $\sigma_c = 65 \text{ Kg/cm}^2$. $A_f = 14 \text{ cm}^2$. 4 $\emptyset 18 + 2 \emptyset 16$

mezzeria $\sigma_c = 34 \text{ Kg/cm}^2$. 13.5 cm^2 : 2 $\emptyset 16 + 4 \emptyset 18$

$$A'_f = 0.5 A_f = 1 \emptyset 16 + 2 \emptyset 18$$

TRAVE 10 11 12 13 $B=100$ $H=16,5+5=21,5$ $h=19,5$

σ_c 37 63 64 64 37

M -1530 -5707 -5707 -1530

+5670 -457 5670

$$A'_f = A_f$$

6.8 23 23 23 6.5

Sbalzo

carichi per travetto

$$050 \times 840 = 420_2 \text{ Kg. Ring. o muretto}$$

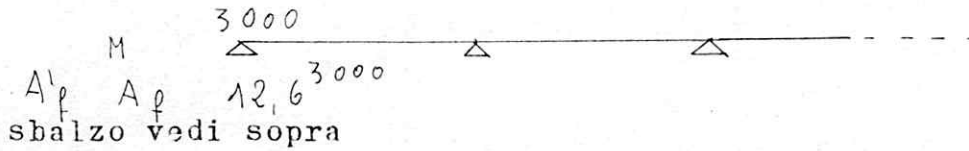
$$M = \frac{1}{2} \times 420 \times 140 = 410 \text{ Kgm.}$$

$$B = 50 \quad H = 20.5 \quad h = 18.5$$

$$\sigma_c = 29 \text{ Kg/cm}^2. \quad 1.66 \text{ cm}^2. \quad 1 \varnothing 10 + 1 \varnothing 12 / \text{TRAVETTO}$$

TRAVE 1 2 3 4 5

$$\sigma_c \quad 51 \quad 51$$



Mensola sul pilastro 2 e 4 come la cap. del p.t.

Mensola 3

Carichi rip./ml.

solaio 2.50 x 2.70 1870

p.p. 250

Muro 800

2920

Carichi con.

trave coll. 2.50 x 250 625

muro 080 x 800 x 250' 1600

2225

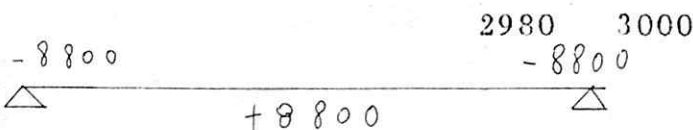
TRAVE 5 18 e 13 14

Analisi dei carichi

Solaio 230 x 750 1780

Muro 800

p.p. 450

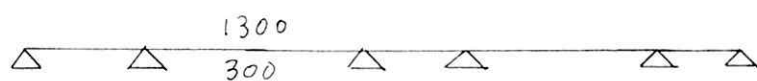


incastro $\sigma_c = 50$ $A_f = A'_f = 11,6 \text{ cm}^2$ $B = 100$

2 $\varnothing 16$ + 3 $\varnothing 18$

mezzeria $\sigma_c = 31 \text{ Kg/cm}^2$ $A_f = 11,6$ 2 $\varnothing 16$ + 3 $\varnothing 18$

TRAVE 14 15 16 17 18 19



B = 050 H = 21,5

$\sigma_c = 40$

$$M = \pm \frac{1}{12} 1300 \times 9 = 975 \text{ Kgm.} \quad A' = A_f \quad 4 \text{ } \emptyset \text{ 12}$$

staffe $\emptyset$ 8/25cm.

COPERTURA

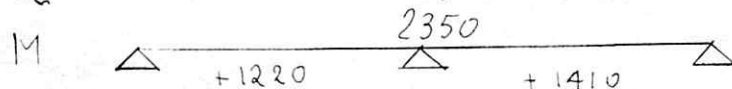
TRAVE 1 9 10

caricchi atticoKg. 300

p.p." 400

solaio 050 x 650 " 325

σ_c 450 1.025 ~ 1000



B = 80 cm h = 18,5 cm

$A_f = A'_f$

pari 3 $\emptyset$ 14 + 3 $\emptyset$ 16 superiori e inferiori correranno lungo la

trave staffe $\emptyset$ 8/25cm.

TRAVE 1 2 3 4 5 copertura

carichi

attico 300

p.p. 300

solaio (2+050) 6.50 1620

q = 2220

$$M = 1680 \text{ Kgm.} = \pm \frac{1}{12} q l^2 = \frac{2220 \times 3^2}{12}$$

B = 080 h = 18.5 $A_f = A'_f = 7 \text{ cm}^2$. 3 $\emptyset$ 12 + 3 $\emptyset$ 14

$\sigma_c = 42 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$.

staffe $\emptyset$ 8/25cm.

TRAVE 10 11 12 13 cop.

Carichi come sopra q = 2220

Dalla precedente trave $M_i = -5700 \text{ Kgm.}$

Di campata $M_c = +5670 \text{ Kgm.}$

$$M_i = \frac{5700}{4100} \times 2220 = -3100$$

$$M_c = \frac{5670}{4100} \times 2220 = \sim 3100$$

B= 070 m. h= 19.5 $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq.

si ha $\sigma_c = 56$ $A_f = A'_f = 15,60$ Kg/cmq. pari 8 $\emptyset$ 16 + 8 $\emptyset$ 16
staffe $\emptyset$ 8/25cm.

TRAVE 6 16 copertura

Carichi

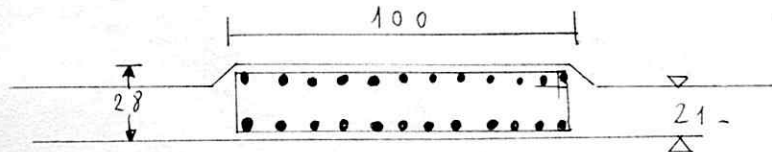
solaio 410 x 650	2660
p.p.	<u>300</u>
	2960 $\sim$ 3000

$$M = \frac{+ 3000 \times 36}{12} = + 9000 \text{ Kgm.}$$

$\sigma_c = 60$ Kg/cmq. $\sigma_f = 1400$ $A_f = A'_f$; H=28 cm. ; h= 26

$A_f = 26.5$ pari a 6 $\emptyset$ 18 + 6 $\emptyset$ 16

La trave sarà rialzata dall'estradosso solaio così come in figura



TRAVE 5 x 18 13 x 14

carichi

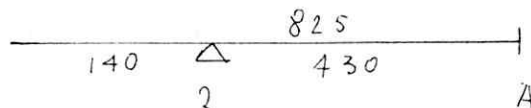
2 x 650	1300
0.50 x 650	325
Attico 1/2	<u>150</u>

$$M = \frac{1775 \times \frac{2}{6.70}}{12} = 5300 \text{ Kgm. spuntando i momenti } H=21,5$$

$\sigma_c = 60$ x Kg/cmq. $A_f = A'_f = 19.5$ pari a 10 $\emptyset$ 16 inferiori e superiori

TRAVE TERRAZZO porta travetti

schema geometrico



Analisi dei carichi

Travetti $2 \times 016 \times 008 \times 100 \times 2500 \times 2$	Kg.	128	- 20 -
p. proprio $040 \times 020 \times 2500$	Kg	200	
c.a.	"	500	
	Kg.	828	

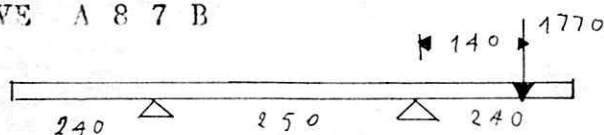
$$M_2 = 825 \times \frac{2}{\frac{140}{2}} = -810$$

E q. dei tre momenti

$$M_A = \frac{9}{2} \left(\frac{140}{2} - \frac{430}{4} \right) = -1540$$

B= 020 H =40 $\zeta_c = 40$ $A_f = A'_f = 5,10$ a 3 $\emptyset$ 12 inferiori
 staffe $\emptyset$ 8/20cm.

TRAVE A 8 7 B



Analisi dei carichi

solaio $\frac{410 \times 650}{2}$	1500
p.p.	300
Muratura coronamento	200
	Kg 2000-

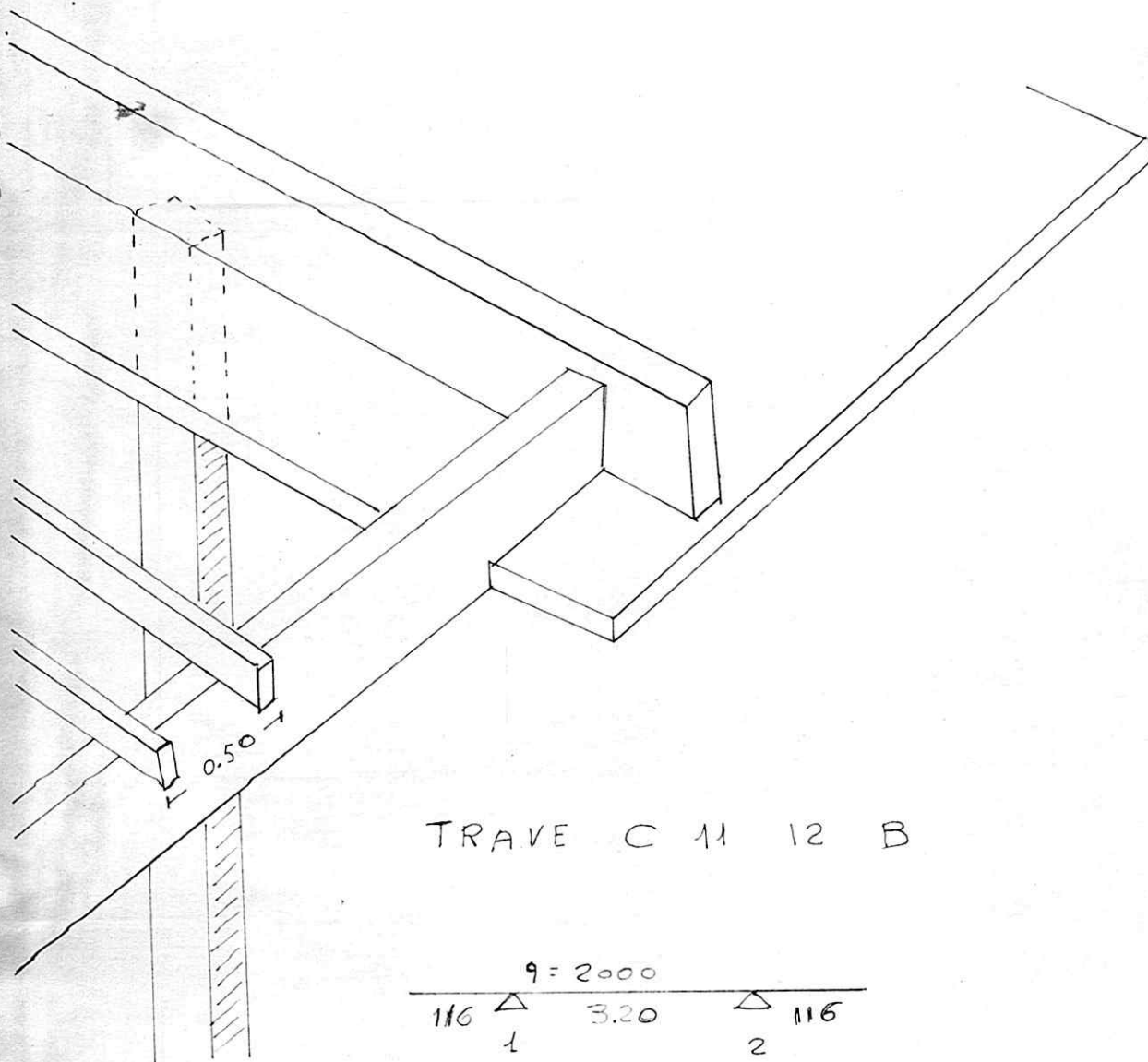
$$M = 2000 \times \frac{240}{2} = 5700 \text{ Kgm.}$$

$$M = 1700 \times 140 = \frac{2500}{8200} "$$

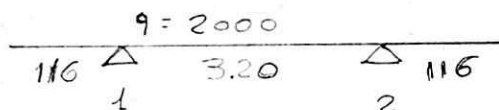
$$B=100 B_o=20$$

$$H=60\text{cm.} \quad \zeta_c=29 \quad \zeta_f=1400 \quad A_f=10,8 \text{ cmq. } 4 \emptyset 18$$

SOLUZIONE TERRAZZO ATTICO



TRAVE C 11 12 B



$$M_1 = M_2 = 2000 \times \frac{2}{115} = -1320 \text{ Kgm.} \quad M_{\text{camp.}} = 1400 \text{ Kgm.}$$

$$B = 0.50 \text{ m.} \quad A_f = A'_f = 50 \text{ Kg/cm}^2. \quad = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A'_f = A_f = 6.00 = 6 \text{ } \varnothing 12$$

N.B. Tutti i calcoli sono stati eseguiti con l'uso del Regolo Calcolatore e con rapporto di amplificazione dell'area metallica pari a $m=10$